

圧密における理論と実際—洪積粘土地盤の沈下予測問題を例にとって—

Theory and Practice of Consolidation, on the Settlement Prediction of Pleistocene Clay Ground

土 田 孝 (つちだ たかし)

独立行政法人港湾空港技術研究所

1. はじめに

地盤工学の特徴として、予測（理論）の精度を実際に検証することが難しいということがあげられる。これは対象となる基礎地盤や土構造物のスケールが非常に大きいため、限られた調査や試験から予測に必要な地盤特性を厳密に評価することが困難なこと、さらに地盤全体の挙動を計測するにしてもタフな機器と多大な費用および時間が必要になることが大きな理由である。すなわち、他の科学技術の分野と違って、厳密な実験を納得するまで繰り返すことにより、理論の適否に決着をつけるということが、なかなかできないのである。

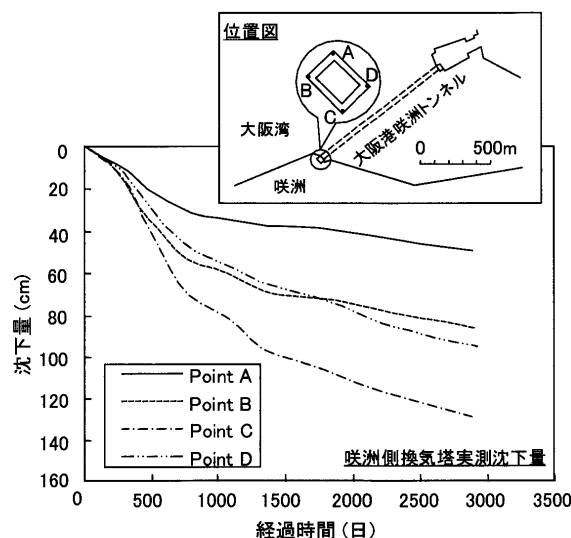
したがって、実際の工事においては、当初の予測の精度を検証し、必要に応じて修正を加えながら施工を進めることが重要になる。しかし、多くの事例では計測が施工の途中から始まって山場を越えると終わってしまい、当面の施工には間に合ったものの、予測精度に関する解析に必要な十分なデータが完備している事例は非常に少ないのが実状である。結局、地盤工学の技術者が自らの予測の精度に関して有している自信は、相当程度経験に依存しているといわざるをえない。

我が国の多くの沿岸域では沖積粘土地盤が10～30 mの厚さで堆積している。この沖積粘土層は、最近の約一万年間に日本列島の周りで起こった海水面の上昇（縄文海進）によって発達した層である。これまで地盤の圧密沈下や地盤改良の対象となるのはもっぱら沖積粘土層であり、各種の試験や調査、研究が積み重ねられてきた。また、沖積粘土層の圧密、特にバーチカルドレーンを打設したときの沈下予測と実際の沈下に関して、多くの事例が報告されており、解明されていない部分が残るものの、現在の予測手法は一定の精度を有していると考えられる。

しかし、一方でこれまでの経験が少ない地盤に関しては、沈下や間隙水圧の実測データに基づいた予測精度の検討が必要になる。近年、港湾や都市が沖合へ展開するとともに、沖積層の下部にあって、約一万年から数十万年前に堆積したと推定される洪積粘土層において圧密沈下が発生するケースが多くなってきた。以下にはこの問題を例にとって理論と実際について考察する。

2. 洪積粘土地盤の沈下予測の特徴

図一1は大阪港の埋立地に建設された沈埋トンネル換



図一1 大阪湾洪積粘土地盤の沈下実測例¹⁾

気塔の4隅における沈下実測値である。換気塔は沖積層の下にある洪積砂礫層（標高-34～-42 m）の上面に直接基礎で支持されているが、砂礫層の下の粘土層（層厚約33 m）の沈下によって9年間に40～120 cmの沈下が発生した。埋立前の洪積粘土層上面での有効上載荷重を σ_{v0}' 、有効埋立荷重を Δp として、埋立後の上載圧（ $\sigma_{v0}' + \Delta p$ ）と標準圧密試験で求めた p_c から見かけの過圧密比 $p_c / (\sigma_{v0}' + \Delta p)$ を計算すると、A, B, C, D点でそれぞれ1.36, 1.24, 1.05, 1.01であった。このように、これらの沈下は圧密降伏圧力 p_c よりも少し大きい圧密圧力で発生している。

沿岸域における洪積粘土地盤の沈下問題の特徴を、沖積粘土地盤と比較してまとめると、以下ようになる。

- ① 沖積粘土地盤はせん断強さも不足しているので、最終的にバーチカルドレーンなど地盤改良が行われるか杭基礎で対処するケースが多く、地盤が無処理で圧密される場合はむしろ少ない。実際の沈下量が予測と大きく異なっても施工中に対処できるケースが多い。
- ② 洪積粘土地盤では沈下だけが問題になるケースが多く、粘土層が深い位置にあるため、地盤改良による対処も現実的でない。したがって、予測される沈下量に応じて構造物で対処することになるが、沈下は建設後長期間となるので、沈下量の予測精度が非常に重要になる。
- ③ 洪積粘土地盤では最終的な上載荷重（ $\sigma_{v0}' + \Delta p$ ）

総 説

が地盤の圧密降伏圧力 p_c に近い場合、 p_c の評価や採用する沈下計算式の違いによって予測沈下量が大きく異なってくる(沖積粘土地盤では $\sigma_{v0}' + \Delta p \gg p_c$)。

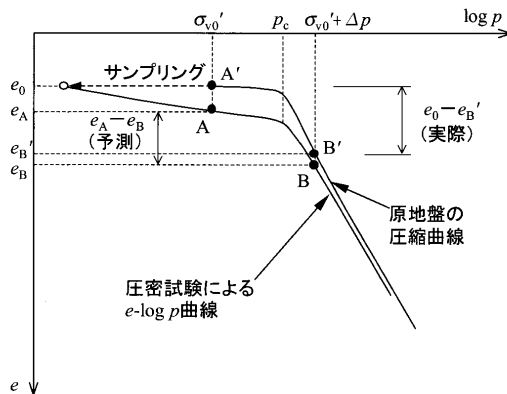
- ④ 同様の理由で、洪積粘土地盤では実測の時間～沈下関係において、一次圧密と二次圧密を区別するのが難しい。また、上載荷重が圧密試験から求めた p_c より小さい場合にも、時間の経過とともに大きな沈下が生じる場合がある。
- ⑤ 堆積過程の年代効果によって構造が発達した洪積粘土層の圧縮性は、沖積粘土よりもはるかに大きい場合がある。

3. 圧密試験の e - $\log p$ 曲線と地盤の圧縮曲線の関係

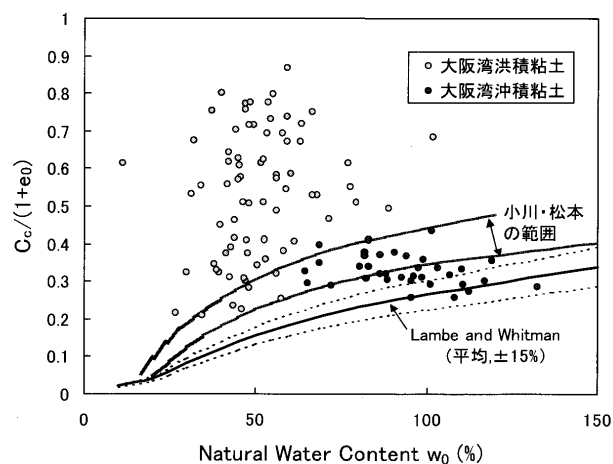
圧密による最終沈下の実用計算法としては、 e - $\log p$ 曲線から求めた間隙比変化量 Δe を用いる方法、 C_c 法、 m_v 法の3とおりがある。いずれの方法も、圧密試験から得られる e - $\log p$ 曲線を用いて、実際の地盤の圧縮量を予測する点では共通している。問題は、圧密試験の結果と実際の地盤の圧縮挙動がどのような関係になっているかであるが、特に圧密荷重が p_c 付近にあるときの沈下予測では、両者の関係を再検討してみる必要がある。

図一2は、試料の圧密試験による e - $\log p$ 曲線と地盤の圧縮挙動の関係を模式的に表したものである。図において、試料のサンプリング直後の自然間隙比を e_0 、圧密試験で現在の土被り圧 σ_{v0}' まで圧密したとき(図のA点)の間隙比を e_A 、地盤の載荷後の圧密圧力 ($\sigma_{v0}' + \Delta p$) に対応する間隙比(図のB点)における間隙比を e_B とする。また、このとき実際の地盤では圧密によって現在の間隙比 e_0 からB'点($e_{B'}$)に変化する。粘土試料を用いた圧密試験では、 e_A は必ず e_0 よりも小さくなり、 e_B も $e_{B'}$ よりも小さくなるが圧密圧力の増加とともに ($e_B - e_{B'}$) は縮小する。

沈下予測において圧密による間隙比の変化量 Δe は、多くの場合 ($e_A - e_B$) として求められているが、予測の精度は ($e_A - e_B$) が実際の地盤の間隙比変化 ($e_0 - e_{B'}$) とどの程度一致しているかによって異なる。 $(e_0 - e_A)$ はサンプリング時の機械的な乱れが大きいほど大きいことが知られているが、高田らが最近指摘しているように、サンプリングにより軸差応力が解放されることによって、



図一2 圧密試験の e - $\log p$ 曲線と地盤の圧縮曲線



図一3 圧縮比と自然含水比の関係

試験時の供試体が地盤内よりも鉛直方向に伸びた状態であることも、 $e_A < e_B$ となる大きな原因であると考えられる²⁾。

図一2に示すように、試料による圧密試験結果と実際の地盤の挙動との乖離は、($\sigma_{v0}' + \Delta p$) が圧密降伏圧力 p_c に近い場合ほど大きい傾向がある。このことが洪積粘土地盤の沈下予測を難しくしている原因である。

次に、全沈下量における一次圧密沈下と二次圧密沈下の関係を考えてみよう。圧縮指数 C_c 、二次圧縮指数 C_α を用いると、一次圧密と二次圧密を合わせた地盤の圧縮ひずみ ε は次式で与えられる。

$$\varepsilon = \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma_{v0}' + \Delta p}{p_c} + \frac{C_\alpha}{1+e_0} \log_{10} \frac{t}{t_0} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 t は経過時間、 t_0 は二次圧密の開始時間である。 $\beta = C_\alpha / C_c$ 、荷重増加率 ($\sigma_{v0}' + \Delta p - p_c$) / p_c を n とすると、上式は以下ようになる。

$$\varepsilon = \frac{C_c}{1+e_0} \left\{ \log_{10}(n+1) + \beta \log_{10} \frac{t}{t_0} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

β の値は土によってあまり変化せず0.03～0.07の範囲にあるので³⁾、(2)式は荷重増加率が小さいほど二次圧密による沈下が相対的に大きくなることを示している。

沖積粘土の圧密問題ではほとんどの場合 n が2以上になるため、設計においても二次圧密による沈下を特に考慮しない場合が多かった。しかし、 p_c が大きい洪積粘土地盤では n が1以下の場合が多いので、二次圧密をしっかりと検討する必要がある。

4. 洪積粘土の圧縮性と構造

式(1)に示すように、地盤の圧縮性の大きさは圧縮比 $C_c / (1 + e_0)$ で表される。図一3は大阪湾洪積粘土、沖積粘土の圧縮比と自然含水比の関係である。図中には、Lambe and Whitmanの教科書⁴⁾にある圧縮比の範囲と、我が国の港湾地域の沖積粘土の範囲⁵⁾を比較のため示している。図のように大阪湾沖積粘土の圧縮比はLambe and Whitmanの範囲よりやや大きく、0.2～0.4の範囲にあるが、洪積粘土ではそれらを大きく上回っている。また、洪積粘土の二次圧縮指数 C_α について調べた結果によると、沖積粘土と同様に $C_\alpha = 0.03 \sim 0.06 C_c$ の関係

にあり、図-3は、二次圧密度を示す $C_a/(1+e_0)$ についても、洪積粘土は通常の沖積粘土よりはるかに大きいことを意味している。

このように、大阪湾の洪積粘土は、通常の沖積粘土地盤に比べて明らかに大きな圧縮性を有しているが、その原因としては堆積過程で構造が発達し、高い間隙状態で堆積しているためと考えられる。以下には、筆者らが最近提案している基準圧縮曲線 (Standard compression curve, SCC) によって大阪湾粘土の構造の定量評価を試みた例を紹介する。

基準圧縮曲線は、多数の海成粘土の圧密試験結果を解析した結果に基づき、特定の初期間隙比で繰り返した状態から圧密を開始したときの間隙比と圧密圧力の関係を定式化したものである⁶⁾。なお、基準圧縮曲線では間隙比のかわりに、粘土の体積比 $f(=1+e)$ を液性限界のときの体積比 f_L を用いて、次式で正規化した体積比指数 I_{sv} を用いる⁶⁾。

$$I_{sv} = \ln f / \ln f_L \quad \cdots \cdots (3)$$

基準圧縮曲線は、海底地盤が圧密するときの初期間隙条件によって変化する。土が海底に堆積して圧密を開始するときの間隙比 e_0^* は液性限界 e_L の1.5倍から2.0倍の間と考えられるので、この条件で基準圧縮曲線を計算すると、 I_{sv} と p の関係は液性限界によってそれほど変化せず、ほぼそれぞれ一つの線で表すことができる⁶⁾。このようにして求めた基準圧縮曲線 $SCC(e_0^*=1.5e_L)$ 、 $SCC(e_0^*=2e_L)$ は粘土の間隙比と圧密圧力との標準的な関係であり、この関係よりも間隙比が大きいときは、セメンテーションなどの化学的な作用によって高間隙比状態を維持する構造が発達していると考えられる。

図-4は、沖積海底地盤の各深度における現在の体積比指数 I_{sv0} と有効土被り圧 σ_{v0}' の関係である。図のように有効土被り圧 50 kN/m^2 以下では多くのデータが $e_0^*=1.5e_L$ と $e_0^*=2.0e_L$ とした時の基準圧縮曲線上にあるが、有効土被り圧が 50 kN/m^2 を越えると I_{sv0} が SCC よりも大きいデータが見られるようになる。有効土被り圧 50 kN/m^2 は深度約 10 m に相当するが、この深度以浅で原位置の間隙比がほぼ SCC 上にあることは年代効果を考慮しない基準圧縮曲線によって現在の間隙比の状態が説明できるということである。また、これより大き

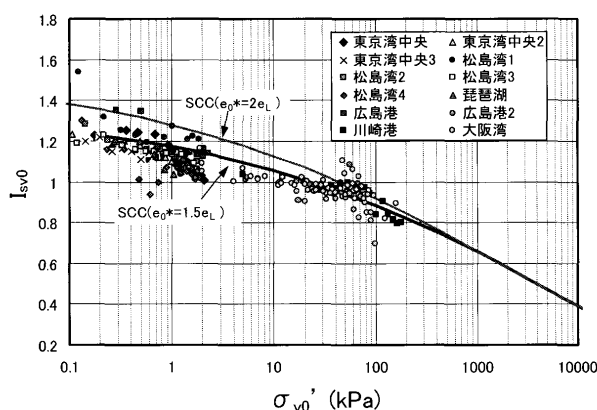


図-4 沖積粘土の有効土被り圧と原位置体積比指数

い深度で I_{sv0} が SCC より上に位置することは、堆積中に新たな構造が形成されていると考えられる。

地質学的に大きな応力履歴を受けていないと考えられる地盤について、有効土被り圧と間隙比の關係に着目した先駆的な研究としては、1970年の Skempton の論文がよく知られている⁷⁾。図-5は、Skempton の論文にある21箇所のデータを基準曲線上にプロットしたものである。多くのデータで $e_0=1.5e_L$ の基準圧縮曲線上にプロットされているが、一部のデータは $e_0=e_L$ の基準曲線上にある。Skempton によると干潟に堆積した粘土地盤では海底に堆積した場合よりも含水比が小さいとされており、体積比指数の小さい地点について堆積環境と関連づけた検討が必要である。また、図をみると、有効土被り圧が 500 kN/m^2 を越える大深度の粘土地盤では間隙比が基準圧縮曲線よりも大きくなっており構造の発達と考えられる。

図-6は、大阪湾泉南沖洪積粘土地盤の有効土被り圧と原位置体積比指数の關係である。図中の56-1, 56-9, 57-30はボーリング地点の番号であり、それぞれ海岸線から約 2 km , 6 km , 10 km の距離にある。圧密降伏圧力 p_c と有効土被り圧 σ_{v0}' の比から求めた見かけの過圧密比 p_c/σ_{v0}' は、56-1で $1.2 \sim 3.6$ (平均 2.0)、56-9で $1.0 \sim 1.5$ (平均 1.3)、57-30で $1.0 \sim 1.5$ (平均 1.25) となっている。

図をみると、56-1ではほとんどが二つの基準曲線の近傍にあるが、56-9では原位置体積比指数の多くが基準曲線よりも大きくなり、57-30ではさらにその傾向が

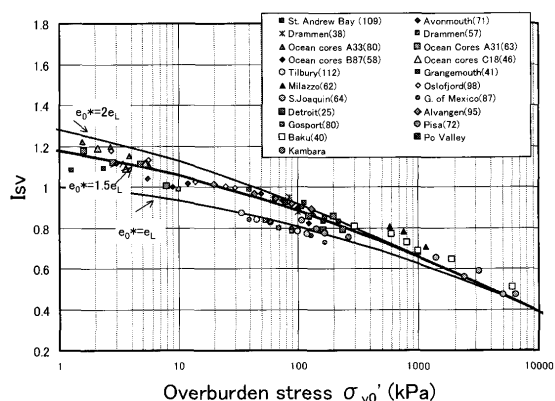


図-5 有効土被り圧と原位置体積比指数の關係 (Skempton (1970) による21箇所のデータ)

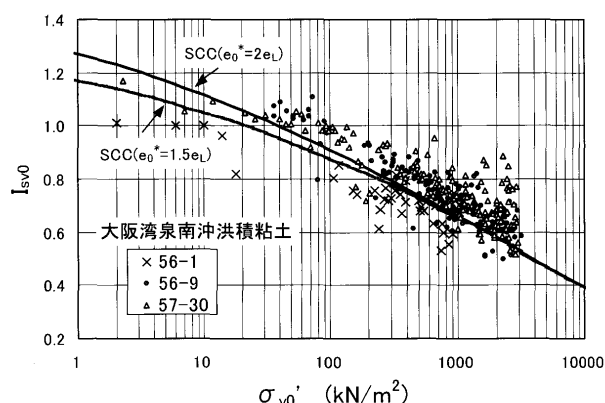


図-6 大阪湾洪積粘土地盤における有効土被り圧と原位置体積比指数の關係

総 説

はっきりしている。このことは、沖合ほど構造が発達し、有効土被り圧に対して間隙比がより大きい状態（高位）で堆積していることを示している。このような地盤に埋立て等により大きな荷重が作用すると、地盤は基準圧縮曲線の間隙状態まで圧縮しようとするため、非常に大きな圧縮性を示すのである。

同じ土被り圧に対して、原位置での体積比指数と基準圧縮曲線上での体積比指数との差 $\Delta(I_{sp})_0$ を用いると、地盤が基準曲線上にあるときの体積に対する現在の自然体積ひずみ ε_v が、

$$\varepsilon_v = \Delta(I_{sp})_0 \times \ln f_L \quad \dots\dots\dots (4)$$

として計算できる⁶⁾。56-1, 56-9, 57-30の洪積粘土の平均を求めるとそれぞれ-3.7%, +5.5%, +9.4%であった。 ε_v がプラスの場合は堆積時に形成された構造によって、間隙が高位な状態になっており、潜在的に圧縮性が高いことを意味する。このように定量化された構造のレベルに関する情報を、実際の沈下予測にいかに関結つけるかが今後の課題である。

5. おわりに

バーチカルドレーンなど何らかの地盤改良を実施する場合が多い沖積粘土地盤に比べ、洪積粘土地盤の沈下予測では、現行の土質力学の予測精度が自然地盤に対してどういったレベルにあるのかを直接問われることになる。今後、実際の地盤の挙動のデータに基づいた実用的な研究がさらに進展することを期待したい。

最後に、最近の港湾関連のプロジェクトを中心に、圧密に関するその他の話題について簡単に紹介する。近年の公共事業では、建設コスト縮減という強い要請から、いっそう経済的な工法が追求されている。プレロードを併用した圧密促進工法は、これまで時間と手間がかかるという理由でやや敬遠されていた面もあるが、地盤改良工法としての経済性が見直されてきたようである。

バーチカルドレーン工法としては、我が国では長い間サンドドレーン工法が主流であった。しかし、良質な砂の入手が難しくなったこともあって、人工ドレーン材(PVD, Prefabricated Vertical Drain)の利用が急速に普及しつつある。世界的にもアジアを中心に非常にさまざまなタイプのPVDが使用されており、PVDの試験方法や品質評価方法の確立が大きな課題である⁸⁾。また、天然の材料を用いたファイバードレーンも、環境に対する負荷が少ないという特徴から施工実績を積み重ねており⁹⁾、ドレーン材料に関しては今後さらに研究開発が進むと考えられる。

バーチカルドレーンを併用した真空圧密工法は古くからある工法であるが、我が国ではあまり施工実績がなか

った。しかし、盛土なしで一定の強度増加が得られることは大きな利点であり、気密シートやドレーン材にジオシンセティックを用いるなど新たな技術を加えた真空圧密工法の施工事例が報告されている¹⁰⁾。今後の展開が注目される。

海上における代表的な地盤改良工法としてサンドコンパクション工法がある。この工法は振動とともに締まった砂杭を地盤内に圧入する工法であるが、海上工事では強制置換に近い高置換率(70%)での施工が多く、杭間の粘土の強度はあまり重視されなかった。しかし、最近では経済性に有利な低置換率(30%前後)が採用されることが多くなっており、この場合は杭間粘土の圧密と強度増加、対応する荷重分担率の変化の評価が、設計に大きく影響すると考えられる。今後より合理的な設計方法の確立が望まれる。

参 考 文 献

- 1) Tsuchida, T.: Mechanical properties of Pleistocene clay and evaluation of structure due to aging, Special Lecture, International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama 2000, 2000.
- 2) 高田直俊: 第5章圧密試験, 地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例, 地盤工学・実務シリーズ6, 地盤工学会, pp. 223~233, 1998.
- 3) Mesri, G. and Dodewski, P. M.: Time and stress-compressibility nterrelationship, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT5, pp. 417~430, 1977.
- 4) Lambe and Whitman: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc. pp. 320, 1969.
- 5) 小川富美子, 松本一明: 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告, 第17巻第3号, pp. 7-20, 1978.
- 6) 土田 孝: 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, Vol. 41, No. 1, pp. 127~143., 2001.
- 7) Skempton, A. W.: The consolidation of clays by gravitational compaction, Q. J. Geol. Soc. London, Vol. 125, pp. 373~412, 1970.
- 8) Aboshi, H., Sutoh, Y. and Inoue, T., Shimizu, Y.: Kinking deformation of PVD under consolidation settlement, Proc. of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama 2000, Vol. 1, pp. 415~420, 2000.
- 9) Lee, S., Karunaratne, G. P. and Aziz, M. A.: An environmentally friendly prefabricated vertical drain for soil improvement, Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering Singapore, pp. 243~261, 1995.
- 10) Matsumoto, K., Nakamura, K., Shima, H., Ichikawa, H. and Imai, G.: Ground behavior during the consolidation by vacuum preloading of soft clay, Proc. of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Is-Yokohama 2000, Vol. 1, pp. 471~476, 2000.

(原稿受理 2001.3.19)